

مدلسازی ماکرو رفتار پس پانچ دال‌های تخت در خرابی پیش‌رونده

اسماعیل موسی پور^۱، واحد قیاسی^{۲*}، رحمت مدندوست^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر

۲- استادیار، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر

۳- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه گیلان

*v.geotec@gmail.com

تاریخ پذیرش: ۹۸/۹/۲

تاریخ دریافت: ۹۸/۵/۲۷

چکیده

در این مقاله، روش‌های تحلیلی مدلسازی ماکرو اتصالات دال-ستون برای شبیه‌سازی رفتار پس پانچ آنها ارایه شده است. این روش‌های مدلسازی می‌تواند برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده ساختمان‌های دال تخت به کار رود. در سیستم‌های دال تخت، عمده آسیب‌های سازه‌ای در اتصالات دال-ستون متمرکز است. در مدل پیشنهادی از المان‌های پوسته برای شبیه‌سازی دال و المان‌های تیر اتصال دهنده برای شبیه‌سازی شکست پانچ استفاده شده است. برای مدلسازی انتقال نیروهای داخلی بین دال و ستون و همچنین بررسی رفتار اتصالات، شش منحنی نیرو-تغییر شکل با رفتارهای خطی و غیرخطی برای شبیه‌سازی خمش، برش، پیچش و نیروی محوری تیرهای اتصال دهنده معرفی شده است. دو روش مدلسازی ماکرو نیز برای شبیه‌سازی رفتار پس پانچ ارائه شده است که شامل مدلسازی با میلگرد و مدلسازی با المان اتصال است. برای شبیه‌سازی رفتار پس پانچ، یک منحنی دوخطی نیرو-تغییر شکل به المان اتصال اختصاص یافته است. میلگرد و یا المان اتصال در مجاورت المان تیر اتصال دهنده قرار می‌گیرد و پس از شکست پانچ فعال می‌شود. برخی پارامترهای به کار رفته در معرفی این منحنی‌ها از طریق کالیبره کردن با نتایج آزمایش به دست آمده است. روش‌های پیشنهادی توسط نمونه‌های آزمایشگاهی اعتبارسنجی شده است. نتایج نشان می‌دهد که هر دو روش مدلسازی رفتار پس پانچ، دقت قابل قبولی را در پیش‌بینی مقاومت پس پانچ، سختی پس پانچ و ظرفیت تغییر شکل دارند.

واژگان کلیدی: دال تخت، اتصال دال-ستون، رفتار پس پانچ، میلگردهای پیوستگی، خرابی پیش‌رونده

۱- مقدمه

دال‌های تخت، دال‌های ساده با ضخامت ثابت هستند که بدون وجود تیرها، سرستون‌ها و کتیبه‌ها، به شکل مستقیم روی ستون‌ها قرار می‌گیرند. به دلیل انتقال مستقیم بار از دال به ستون، این دال‌ها دارای ضعف در مقابل برش‌های ایجاد شده در اطراف ستون هستند. چنانچه میلگردهای برشی پانچ^۱ وجود نداشته باشند، اغلب شکست به صورت ترد و بدون هیچ علامت هشداردهنده خواهد بود [1].

احتمال خرابی پیش‌رونده سازه دال تخت به علت شکست پانچ یک ستون وجود دارد. خرابی پیش‌رونده عموماً به گسترش آسیب جزئی در یکی از اعضای سازه اشاره دارد که در نهایت می‌تواند باعث شروع خرابی کلی سازه شود [2]. به منظور اجتناب یا به حداقل رساندن احتمال این شکست‌ها، لازم است مسیرهای بار جایگزین برای انتقال بار ستونی که دچار شکست برش پانچ شده است، فراهم شود. یکی از مسیرهای بار جایگزین، استفاده از ظرفیت تغییرشکل میلگردهای پیوستگی واقع در منطقه فشاری دال پس از شکست پانچ است [1].

آیین‌نامه‌های مختلفی برای کاهش و یا جلوگیری از گسیختگی پیش‌رونده ساختمان‌ها با دو رویکرد طراحی مستقیم و غیرمستقیم تنظیم شده‌اند [2, 3]. بیشتر مطالعاتی که در زمینه عملکرد دال‌های تخت انجام شده به شکست برش پانچ مربوط می‌شود و در رابطه با رفتار دال تخت پس از شکست پانچ و گسیختگی پیش‌رونده آن، پژوهش‌های بسیار اندکی انجام شده است. بنابراین ادبیات ویژگی‌های رفتاری دال‌های تخت پس از شکست پانچ بسیار محدود است. رگان و همکاران^۲ [4]، اثر میلگردهای پیوستگی را در مقاومت پس پانچ دال تخت بررسی کردند. نتایج آنها نشان داد که حضور میلگردهای پیوستگی باعث افزایش مقاومت پس پانچ می‌شود.

لی و همکاران^۳ [5]، به بررسی آزمایشگاهی اتصالات ستون لوله‌ای پرشده با بتن (CFT) به دال تخت بتن مسلح پرداختند. نتایج نشان داد که مقاومت پانچ و سختی اتصال نمونه‌های با میلگردهای

پیوستگی در مقایسه با نمونه‌های فاقد میلگردهای پیوستگی، به ترتیب ۲۰٪ تا ۴۰٪ و ۴۰٪ تا ۸۰٪ افزایش می‌یابد.

فرناندز و همکاران^۵ [6]، از طریق ۲۰ نمونه آزمایشگاهی، نقش میلگردهای پیوستگی و الگوهای مختلف آن در مقاومت برش پانچ دال تخت و مقاومت پس پانچ را بررسی کردند. نتایج نشان داد که میلگردهای خمشی دال (میلگردهای بالا) یک مقاومت حداقلی پایدار برای مقاومت پس پانچ را تامین می‌کنند و میلگردهای پیوستگی با عملکرد شاخه‌ای و غشایی باعث افزایش مقاومت پس پانچ می‌شوند و مقاومت آنها در تغییرشکل‌های زیاد فعال می‌شود. کیوانی و همکاران^۶ [7]، به بررسی اثر عملکرد غشایی فشاری بر افزایش مقاومت پانچ دال‌های تخت پرداختند. آنها پتانسیل خرابی پیش‌رونده یک دال تخت با ۱۶ ستون را برای دو حالت با و بدون اثر عمل غشایی فشاری را بررسی عددی کردند و دریافتند که در یک سیستم کف دال تخت واقعی، افزایش مقاومت پانچ حدود ۱۷٪ است که کمتر از ۳۴٪ دال مجزا با قیدهای جانبی است.

پنگ و همکاران^۷ [8]، نتایج آزمایشگاهی حذف دینامیکی ستون میانی یک سیستم دال تخت با ۹ ستون را ارائه دادند. سازه دال تخت بررسی شده فاقد میلگردهای پیوستگی بودند. نتایج نشان داد که چهار اتصال دال-ستون مجاور ستون میانی حذف شده دچار شکست پانچ شده‌اند اما به دلیل وجود ظرفیت پس پانچ به علت میلگردهای خمشی، تخریب کامل اتفاق نیفتاد.

نتایج آزمایشگاهی بدست آمده توسط کای و بینگ^۸ [9]، نشان می‌دهد که در یک دال تخت با حذف ستون گوشه، هیچ‌گونه شکست پانچ آشکاری در اتصالات مجاور اتفاق نیفتاده است.

در طول سال‌های گذشته، پژوهشگران مختلف روش‌های مدل شبکه‌ای و مدل المان پوسته را برای مدلسازی دال‌های تخت پیشنهاد دادند [10-14]. روش مدل شبکه‌ای، دال را با تعدادی المان‌های تیر موازی هم شبیه‌سازی می‌کند، زیرا روند تحمل بار در دال‌ها تا حدودی شبیه روند تحمل بار در تیرها است. این روش می‌تواند برای آنالیز خرابی پیش‌رونده استفاده شود، اما نیازمند تلاش زیاد در

5. Fernandez et al.

6. Keyvani et al.

7. Peng et al.

8. Kai and Bing

1. Punching shear reinforcement

2. Regan et al.

3. Lee et al.

4. Concrete-filled tube

بنابراین در دال‌های تخت بدون میلگردهای برشی، میلگردهای طولی خمشی و پیوستگی با عملکرد شاخه‌ای، نیروهای مقاوم برشی را پس از شکست پانچ تشکیل می‌دهند [7]. در واقع پس از شکست پانچ، تنها میلگردهای خمشی و پیوستگی دال هستند که مخروط یا هرم ناقص و دال را به یکدیگر متصل کرده‌اند (شکل ۱). نیروی مقاوم حاصل از عمل شاخه‌ای میلگردهای خمشی در مواجهه با برش مقطع پس از شکست پانچ به دلیل ورقه‌ای شدن پوشش بتن کم است. بنابراین سهم اصلی در انتقال برش پس از شکست پانچ توسط میلگردهای پیوستگی می‌شود [16-18]. همچنین وجود میلگردهای پیوستگی می‌تواند احتمال گسیختگی پیش‌رونده سازه را به علت شکست پانچ یک ستون کاهش دهد [19, 20]. با توجه به آیین‌نامه ACI 318-11 حداقل دو میلگرد پیوستگی به منظور افزایش نامعینی، پیوستگی و شکل‌پذیری دال‌های تخت که به طور سراسری از داخل هسته ستون‌ها عبور داده شده‌اند، نیاز است [21].

شکل ۱. انتقال برش از طریق میلگردهای طولی [1]

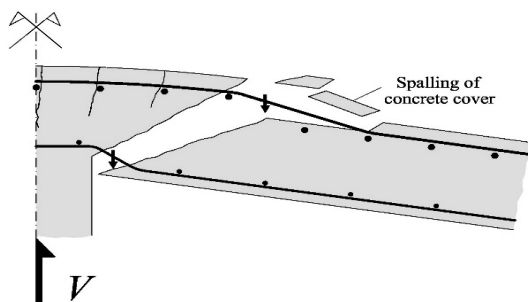


Fig. 1. Shear transfer through longitudinal reinforcement [1]

۳- مدلسازی المان محدود

در این مطالعه از بسته نرم افزاری کد باز OpenSees برای مدلسازی استفاده شده است [22]. لیو و همکاران [13] یک مدل المان محدود ماکرو را برای آنالیز گسیختگی پیش‌رونده دال‌های تخت مطابق شکل (۲) ارائه دادند. در این مدل چشمه اتصال دال-ستون که نشان‌دهنده ابعاد ستون است با المان پوسته صلب مدلسازی می‌شود. مقطع بحرانی برش پانچ در اطراف ناحیه اتصال به فاصله نصف عمق مؤثر دال از وجه ستون در نظر گرفته می‌شود. برای مدلسازی دال خارج از ناحیه پانچ از المان پوسته چندلایه، شامل

مدلسازی دال‌ها است. استفاده از المان پوسته چندلایه ۱ برای مدلسازی دال‌ها می‌تواند با تلاش کمتر و دقت بالاتر استفاده شود. مدل المان پوسته چندلایه از چند لایه ایزوتروپیک یا غیر ایزوتروپیک با ضخامت و مشخصات متفاوت برای هر لایه تشکیل شده است. فرض می‌شود که لایه‌ها نسبت به یکدیگر لغزشی ندارند. المان پوسته چندلایه را می‌توان برای مدلسازی دیوارهای برشی و دال‌ها در سازه‌های ساختمانی با رفتار خمش درون صفحه‌ای و برون صفحه‌ای و برش درون صفحه‌ای و همچنین رفتار ترکیبی خمشی-برشی به کار برد [15]. اما در اتصالات دال-ستون ساختمان‌های دال تخت، تنش‌های برشی خارج از صفحه قابل توجه هستند و المان پوسته چندلایه نمی‌تواند رفتار برش خارج از صفحه را به درستی پیش‌بینی کند. به منظور محاسبه شکست پانچ در محل اتصال دال-ستون و همچنین در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خمشی دال، یک مدل ماکرو شامل ترکیبی از المان‌های پوسته چندلایه برای شبیه‌سازی دال و المان‌های تیر برای شبیه‌سازی رفتار اتصال دال-ستون توسط پژوهشگران پیشنهاد شده است [13]. مدل پیشنهادی می‌تواند برای بررسی پتانسیل گسیختگی پیش‌رونده ساختمان‌های دال تخت مورد استفاده قرار گیرد اما این مدل رفتار پس پانچ دال‌های تخت را نادیده می‌گیرد و این می‌تواند باعث کاهش دقت در تحلیل خرابی پیش‌رونده ساختمان‌های دال تخت شود. هدف پژوهش ارائه شده در این مقاله، توسعه مدل المان محدود ماکرو پیشنهاد شده توسط لیو و همکاران [13] با در نظر گرفتن اثر پس پانچ اتصالات دال-ستون است.

۲- سازوکار انتقال برش پس پانچ در دال‌های تخت

پس از ایجاد ترک در سازه‌های بتنی، نیروهای مقاوم در برابر برش عبارتند از: ظرفیت برشی بتن در ناحیه ترک نخورده فشاری، نیروی حاصل از اصطکاک و درگیری دانه‌های بتن در طرفین محل ترک، اثر شاخه‌ای میلگردهای طولی و نیروی ایجاد شده در میلگردهای قطع شده توسط ترک. با افزایش بازشدگی ترک‌ها نیروی حاصل از اصطکاک و درگیری دانه‌های بتن به سرعت کاهش می‌یابد.

محوری برای المان تیر اتصال دهنده با شش درجه آزادی تعریف می‌شود.

لایه‌های بتن و میلگرد با رفتار غیرخطی استفاده می‌شود. ناحیه اتصال بین مقطع بحرانی پانچ و وجه ستون با دو المان تیر برای هر وجه ستون مدلسازی می‌شود. رفتارهای خمشی، برشی، پیچشی و

شکل ۲. شماتیک مدل ماکرو برای دال تخت [13]

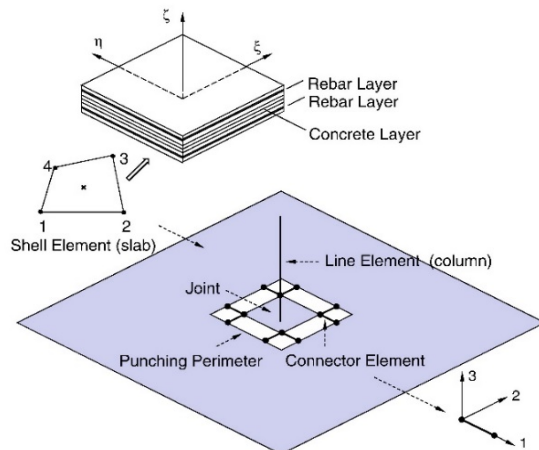


Fig. 2. Schematic of the macro model for flat slab [13]

شکل ۳. (a) منحنی لنگر خمشی - دوران؛ (b) منحنی پیچش - دوران پیچشی؛ (c) منحنی نیروی محوری - تغییر مکان نسبی؛ (d) منحنی برش - تغییر مکان نسبی

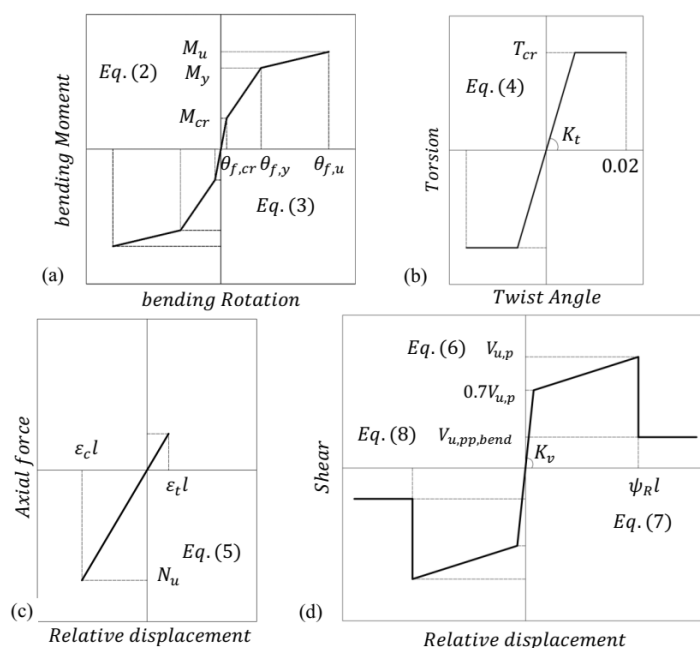


Fig. 3. Load-deformation curves of connector beams: (a) flexural moment-rotation curve; (b) torsion-twisting angle curve; (c) axial force-relative displacement curve; (d) shear- relative displacement curve

هندسی را در جابه‌جایی‌های بزرگ براساس رابطه به روزرسانی شده لاگرانژین در نظر می‌گیرد [23, 24]. به المان پوسته، یک

۳-۱- مدلسازی دال با المان پوسته چندلایه
دال‌ها با استفاده از یک المان پوسته چهارضلعی ShellNLDKGQ مدلسازی می‌شوند. این المان غیرخطی شدن

(M_y) و لنگر نهایی (M_u) مطابق روابط زیر تعریف می‌شوند [34, 35].

$$M_{cr} = f_r I_g / y_t \quad (2-الف)$$

$$M_y = A_s f_y j d \quad (2-ب)$$

$$M_u = A_s f_y (d - a/2) \quad (2-پ)$$

که f_r مدول گسیختگی بتن، $y_t = t/2$ ، t ضخامت دال، I_g ممان اینرسی مقطع بتنی خالص، A_s مساحت میلگردهای کششی در مقطع به عرض $0.5(c + d)$ ، ارتفاع بلوک فشاری تنش در لحظه گسیختگی خمشی مقطع، f_y مقاومت تسلیم میلگردهای کششی و $j d$ فاصله از برآیند نیروی کششی تا برآیند نیروهای فشاری مقطع است.

دوران خمشی ترک خوردگی $(\theta_{f,cr})$ ، دوران خمشی تسلیم $(\theta_{f,y})$ و دوران خمشی نهایی $(\theta_{f,u})$ به ترتیب از روابط زیر به دست می‌آیند [34, 35].

$$\theta_{f,cr} = \frac{M_{cr} l}{E_c I_g} \quad (3-الف)$$

$$\theta_{f,y} = \frac{f_y l}{E_s d (1-k)} \quad (3-ب)$$

$$\theta_{f,u} = \frac{\varepsilon_{cu} \beta_1 l}{a} \quad (3-پ)$$

که $l = d/2$ طول المان اتصال، E_c و E_s به ترتیب مدول الاستیسته بتن و میلگرد، $\beta_1 = 0.85$ ، ε_{cu} کرنش نهایی بتن به دلیل اثر محصورشدگی دال اطراف برابر 0.008 ، $k = \frac{-np + \sqrt{n^2 \rho^2 + 2np\rho}}{E_s/E_p}$ و ρ نسبت فولاد مقطع است. فرض می‌شود که المان‌های تیر اتصال حول محور ۳ مقطع، دارای رفتار صلب خمشی هستند.

۳-۲-۲- رفتار پیچشی و محوری

برای رفتار پیچشی و محوری تیرهای اتصال به ترتیب منحنی پوش غیرخطی و خطی مطابق شکل (۳-ب و پ) در نظر گرفته می‌شود. مقاومت پیچشی T_{cr} و دوران پیچشی θ_{Tu} متناظر با آن از روابط زیر به دست می‌آیند [35].

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c^2}{P_c^2} \right) \quad (4-الف)$$

مقطع پوسته لایه‌ای اختصاص می‌یابد. تعداد لایه‌ها شامل ۴ لایه میلگرد در بالا و پایین مقطع و ۲۴ لایه بتن است.

در تعریف مصالح چندبعدی بتن در OpenSees، به منظور در نظر گرفتن تنش کششی اولیه به علت جمع‌شدگی بتن پیش از اعمال بار، مقاومت کششی بتن به $\alpha_1 f_{ct}$ کاهش داده می‌شود که f_{ct} مقاومت کششی بتن است. مقدار α_1 از کالیبره کردن با نتایج آزمایشگاهی به دست می‌آید. به منظور در نظر گرفتن اثر قفل و بست مصالح دانه‌ای، سختی برشی کاهش یافته بتن پس از ترک خوردگی برابر 0.01 سختی برشی بتن ترک نخورده در نظر گرفته می‌شود. به منظور حذف اثر اندازه المان، مقدار کرنش نهایی کششی بتن، مطابق رابطه نمایی ارائه شده توسط شایانفر و همکاران انتخاب می‌شود [25].

$$\varepsilon_{tu} = 0.004 e^{-0.2h} \quad (1)$$

که در آن h عرض المان به اینچ است (در المان‌های غیرمربعی، h برابر جذر مساحت المان اختیار می‌شود) و ε_{tu} کرنش نهایی کششی بتن است

۳-۲- مدلسازی تیرهای اتصال

با مطالعه نتایج آزمایشگاهی محققین مختلف [5-8, 26-33]، مشاهده می‌شود که آسیب دیدگی سازه ای در دال‌های تخت عمدتاً در محل اتصال دال-ستون متمرکز است. در مطالعه حاضر به منظور مدلسازی این تمرکز آسیب دیدگی در محل اتصالات دال-ستون، از المان‌های اتصال twoNodeLink با طولی برابر نصف عمق مؤثر دال استفاده شده است. عمق مقطع المان اتصال برابر عمق دال و عرض مقطع برابر $0.5(c + d)$ است که c عرض مقطع ستون عمود بر المان اتصال، d عمق مؤثر دال است. هر گره این المان در مدل سه بعدی دارای ۶ درجه آزادی شامل سه انتقال و سه دوران است.

۳-۲-۱- رفتار خمشی

برای رفتار خمشی غیرخطی المان‌های اتصال حول محور ۲ مقطع، یک منحنی پوش الاستوپلاستیک مطابق شکل (۳-الف) تعریف می‌شود. لنگر ترک خوردگی (M_{cr}) ، لنگر تسلیم

(۴-ب)

$$\theta_{Tu} = \frac{T_{cr}}{K_t}$$

که f_c مقاومت فشاری بتن، A_c و P_c به ترتیب مساحت و محیط مقطع تیر اتصال، $K_t = \frac{G_c}{l}$ سختی پیچشی مقطع، G مدول برشی بتن و C ثابت پیچش است. دوران پیچش نهایی مقطع، براساس نتایج آزمایش‌ها برای نمونه‌های فاقد میلگرد برشی برابر ۰/۰۲ رادیان در نظر گرفته می‌شود [11, 30].

رابطه نیرو-تغییر مکان محوری به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$N = \left(\frac{E_c A}{l} \right) \Delta u_1 \quad (5)$$

که A سطح مقطع تیر اتصال، Δu_1 تغییر مکان نسبی محوری تیر اتصال در راستای محور ۱ که در حالت کششی دارای حد نهایی $\varepsilon_t l$ و در حالت فشاری دارای حد نهایی $\varepsilon_c l$ است. ε_c و ε_t به ترتیب کرنش بتن متناظر با مقاومت فشاری و کششی آن است.

۳-۲-۳- مدلسازی رفتار پانچ

در این مطالعه، مقاومت برش پانچ در محل اتصال دال با ستون (V_R) براساس آیین‌نامه EC2 [36]، مطابق رابطه ۶ محاسبه می‌شود.

$$V_R = 0.18 b_0 d \xi (100 f_c \sqrt{\rho_1 \rho_2})^{1/3} \quad (\text{N.mm}) \quad (6)$$

که b_0 محیط کنترل در فاصله $2d$ از وجه ستون، ρ_1 و ρ_2 نسبت میلگردهای خمشی در دو راستای عمود بر هم است. $\xi = \left[1 + \sqrt{200/d} \right]$ ضریب اثر اندازه با مقدار حداکثر ۲ است. با فرض اینکه شکست پانچ به طور یکنواخت در اطراف ستون اتفاق می‌افتد، مقاومت برشی تیرهای اتصال $V_{u,p}$ در راستای محور ۳ محلی، از تقسیم مقاومت برش پانچ V_R بر تعداد تیرهای اتصال به دست می‌آید. براساس نتایج آزمایشگاهی در حدود ۷۰٪ مقاومت پانچ، ترک‌های برشی در وسط مقطع اتصال شکل می‌گیرند و پس از آن این ترک‌ها به تدریج به سمت بالا و پایین مقطع رشد می‌کنند تا اینکه شکست مقطع در مقاومت نهایی پانچ متناظر با تغییر مکان نسبی $\psi_R l$ اتفاق می‌افتد که ψ_R زاویه دوران دال نسبت به ستون در لحظه

شکست پانچ است. بنابراین برای تیر اتصال تا ۷۰٪ مقاومت نهایی پانچ، یک رفتار تقریباً صلب با سختی برشی $k_v = \frac{12 E_c l}{l^3}$ در نظر گرفته می‌شود، که I ممان اینرسی مقطع تیر اتصال است. مقدار زاویه ψ_R را می‌توان با توجه به ضابطه شکست موتونی^۱، براساس رابطه ۷ به دست آورد [38].

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi_R d}{d_{g0} + d_g}} \quad (\text{N.mm}) \quad (7)$$

که d_g بیشینه اندازه سنگدانه، d_{g0} اندازه سنگدانه مرجع برابر با ۱۶ میلی‌متر و b_0 محیط کنترل در فاصله $0.5d$ از وجه ستون است. رفتار برشی المان‌های اتصال در راستای محور ۲ مقطع، الاستیک و با سختی برشی زیاد فرض می‌شود.

۳-۳- مدلسازی رفتار پس پانچ

مقاومت پس پانچ دال‌های تخت بدون میلگردهای برشی با چشم‌پوشی کردن از اصطکاک بتن، مجموع برش انتقال یافته توسط میلگردهای خمشی و میلگردهای پیوستگی است. مطالعه نتایج آزمایشگاهی پژوهشگران مختلف [5-8, 18, 26, 28, 37] نشان می‌دهد که مشارکت میلگردهای خمشی بلافاصله پس از شکست پانچ فعال شده و ثابت می‌ماند و سهم اصلی در انتقال برش پس پانچ توسط میلگردهای پیوستگی تأمین می‌شود. با توجه به شکل (۳-ت)، یک مقاومت ثابت برشی پس پانچ $V_{u,pp,bend}$ به علت مشارکت میلگردهای خمشی، مطابق روابط ۸ در نظر گرفته می‌شود [6].

$$V_{u,pp,bend} = n_{b,bend} \cdot f_{ct} \cdot b_{ef} \cdot l_{ef} / m \quad (\text{الف-۸})$$

$$n_{b,bend} = n_c \cdot \frac{c + 2d \cot \theta}{s_b} \quad (\text{ب-۸})$$

$$b_{ef} = \min(s_b - d_b; 6d_b; 4c_b) \quad (\text{پ-۸})$$

$$l_{ef} = 2d_b \quad (\text{ت-۸})$$

که $n_{b,bend}$ تعداد میلگردهای خمشی است که در مرحله پس پانچ فعال می‌شود. f_{ct} مقاومت کششی بتن، b_{ef} و l_{ef} به ترتیب عرض و طول مؤثر بتنی است که مقاومت کششی آن فعال

مشارکت میلگردهای پیوستگی در تسلیم و گسیختگی میلگرد از روابط ۹ به دست می‌آید.

$$V_{y,pp,int} = n_{b,int} \cdot A_s \cdot f_y \cdot \sin \psi_y \quad (9\text{-الف})$$

$$V_{u,pp,int} = n_{b,int} \cdot A_s \cdot f_u \cdot \sin \psi_u \quad (9\text{-ب})$$

که $n_{b,int}$ تعداد میلگردهای پیوستگی در مقطع تیر اتصال است که توسط سطح شکست پانچ قطع شده است. A_s سطح مقطع میلگرد پیوستگی، f_y و f_u به ترتیب مقاومت کششی تسلیم و نهایی میلگرد پیوستگی، ψ_y و ψ_u به ترتیب زاویه میلگردهای پیوستگی در حالت‌های تسلیم و گسیختگی نسبت به سطح دال است که با توجه به نتایج آزمایشگاهی [5, 6] به ترتیب ۱۰ و ۲۵ درجه در نظر گرفته می‌شود. با توجه به شکل (۵) و رابطه ۱۰، بیشینه مقاومت تامین شده توسط میلگردهای پیوستگی به مقاومت کششی بتنی که میلگردها در آن مهار شده اند، محدود می‌شود. بیشینه مقاومت با مساوی قرار دادن نیروی شاخه‌ای میلگردها و نیروی بیرون کشیدگی بتن محاسبه می‌شود [6, 18].

$$V_{u,pp,int} \leq f_{ct} \cdot A_{c,ef} \quad (10)$$

که $A_{c,ef} = d_{res} \cdot b_{int}$ مساحت بتن مؤثر است. d_{res} فاصله بین میلگردهای خمشی و پیوستگی و $b_{int} = \left[\sum (s_{b,int} + \frac{\pi}{2} d_{res}) \right]$ طول سطح تحت کشش بتن فعال شده توسط میلگردهای پیوستگی است. که علامت مجموع نشان‌دهنده گروه میلگردهای فعال برای هر وجه ستون (برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب ۴، ۳ و ۲)، $s_{b,int}$ فاصله بین میلگردهای پیوستگی است. برای جزئیات بیشتر به مرجع ۶ مراجعه شود.

می‌شود. c_b پوشش بتن، d_b قطر میلگرد خمشی، s_b فاصله بین میلگردهای خمشی و m تعداد تیرهای اتصال است. n_c تعداد مقاطع عرضی قطع شده توسط مخروط پانچ است (برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب ۴، ۳ و ۲). $\cot \theta$ نیز براساس توصیه فرناندز و همکاران [6] برای حالت‌های با و بدون میلگردهای پیوستگی به ترتیب ۰/۸ و ۲/۸ در نظر گرفته می‌شود. برای جزئیات بیشتر به مرجع ۶ مراجعه شود.

شکل ۴. منحنی تنش-کرنش و منحنی نیرو- تغییرمکان به ترتیب برای

میلگرد پس پانچ و المان اتصال پس پانچ

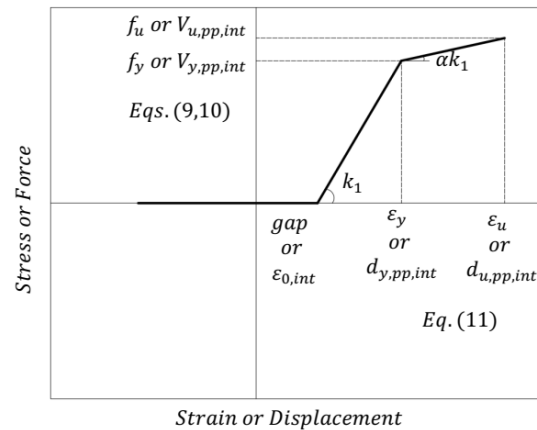


Fig. 4. Stress – strain curve and force-displacement curve respectively for post-punching Rebar and post-punching link element

برای رفتار پس پانچ تیرهای اتصال منتج از میلگردهای پیوستگی منحنی‌پوش غیرخطی مطابق شکل (۴) در نظر گرفته می‌شود.

شکل ۵. مشارکت میلگردهای پیوستگی: (a) گسیختگی بتن خارج از مخروط پانچ؛ (b) عرض گروه میلگردهای پیوستگی و محیط کنترل [6]

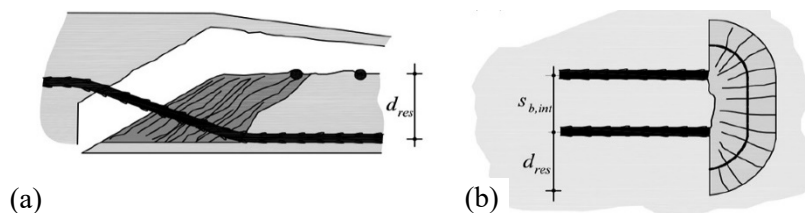


Fig. 5. Contribution of integrity reinforcement: (a) failure of concrete outside punching cone; (b) width of group of integrity bars and control perimeter [6]

مشارکت میلگردهای پیوستگی براساس رفتار غیرخطی شکل

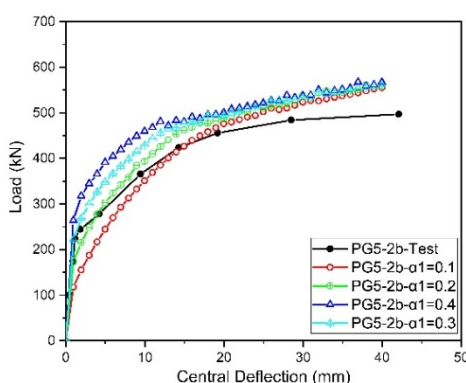
در این مطالعه برای در نظر گرفتن رفتار پس پانچ به علت

المان‌های تیر در آنالیز شکست پانچ و همچنین برای مدلسازی المان اتصال در آنالیز پس پانچ از المان‌های اتصال دوگره‌ی twoNodeLink استفاده شده است.

برای کالیبره کردن و اعتبارسنجی روش‌های مدلسازی پیشنهادی از نتایج آزمایشگاهی موجود استفاده شده است [6, 27]. همه نمونه‌های استفاده شده برای شبیه‌سازی، اتصالات دال-ستون مجزای داخلی بدون وجود میلگردهای برشی در اتصالات دال-ستون هستند. در همه نمونه‌ها، یک بار استاتیکی در مرکز دال اعمال شده است و تغییر مکان قائم دال در هشت نقطه به صورت شعاعی و متقارن مهار شده است. ویژگی‌های هندسی و مواد نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول (۱) آمده است.

۴-۱- کالیبره کردن پارامترهای سخت‌شوندگی کششی بتن

اثر سخت‌شوندگی کششی بتن می‌تواند با این فرض که از دست دادن مقاومت کششی در بتن به تدریج ظاهر می‌شود به صورت غیرمستقیم مدنظر قرار گیرد. به این منظور و همچنین حذف اثر اندازه المان مقدار کرنش نهایی کششی بتن (ϵ_{tu})، مطابق رابطه نمایی ارائه شده توسط شایانفر و همکاران [25] انتخاب می‌شود (رابطه ۱). عواملی همچون نسبت میلگردها، قطر میلگردها، مدول الاستیسیته، مقاومت بتن، و ضخامت پوشش بتن بر سخت‌شوندگی کششی بتن مؤثر است [13].



(۴)، دو روش مدلسازی با میلگرد و مدلسازی با المان اتصال ارائه می‌شود. در مدلسازی با میلگرد، میلگرد پیوستگی با طول مشخص L و با یک فاصله اولیه کرنش $\epsilon_{0,int}$ ، در کنار المان تیر اتصال قرار می‌گیرد. طول میلگرد و فاصله اولیه کرنش از طریق کالیبره کردن با نتایج آزمایشگاهی به دست می‌آید. در مدلسازی با المان اتصال که در کنار المان تیر اتصال قرار می‌گیرد و پس از پانچ فعال می‌شود، مقدار شیب اولیه نمودار دوخطی (k_1)، فاصله اولیه جابه‌جایی (gap)، بیشینه تغییر شکل المان اتصال متناظر با گسیختگی میلگرد پیوستگی یا خرابی زیاد بتن ($d_{u,pp,int}$)، نسبت شیب ثانویه به شیب اولیه (α) از روابط ۱۱ بدست می‌آیند.

$$k_1 = \left(\frac{E_s A_s}{L} \right) \sin^2(\beta \psi_R) \quad (11-a)$$

$$gap = (1 + \epsilon_{0,int}) L \sin(\beta \psi_R) \quad (11-b)$$

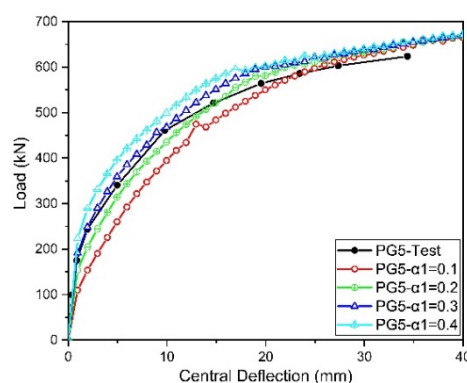
$$d_{u,pp,int} = (1 + \epsilon_{u,int}) L \sin \psi_u \quad (11-c)$$

$$\alpha = \frac{(V_{u,pp,int} - V_{y,pp,int}) / d_{pp,u}}{k_1 n_{b,int}} \quad (11-d)$$

که $\epsilon_{u,int}$ کرنش نهایی گسیختگی میلگردهای پیوستگی است. ضریب β از طریق کالیبراسیون با نتایج آزمایشگاهی محاسبه می‌شود.

۴-۲ اعتبارسنجی و کالیبره کردن مدلسازی

در مدل‌های تحلیلی با استفاده از نرم افزار OpenSees، برای مدلسازی دال از المان پوسته چندلایه، برای مدلسازی میلگردهای پس پانچ از المان خرابایی CoroTruss و برای مدلسازی شکل ۶. اثر تغییر ضریب کاهش مقاومت کششی بتن α_1 بر پاسخ بار-تغییر مکان نمونه‌های با اندازه المان ۹۸ میلی متر برای دال



deformation of specimens with a finite element size of 98 mm for slab

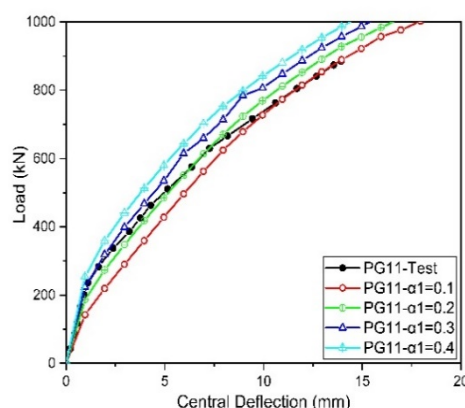


Fig. 6. Variation effect of tensile strength reduction coefficient of concrete α_1 on the response of load-

شکل ۷. اثر تغییر ضریب کاهش مقاومت کششی بتن α_1 بر پاسخ بار-تغییر مکان نمونه های با اندازه المان ۲۶۰ میلی متر برای دال

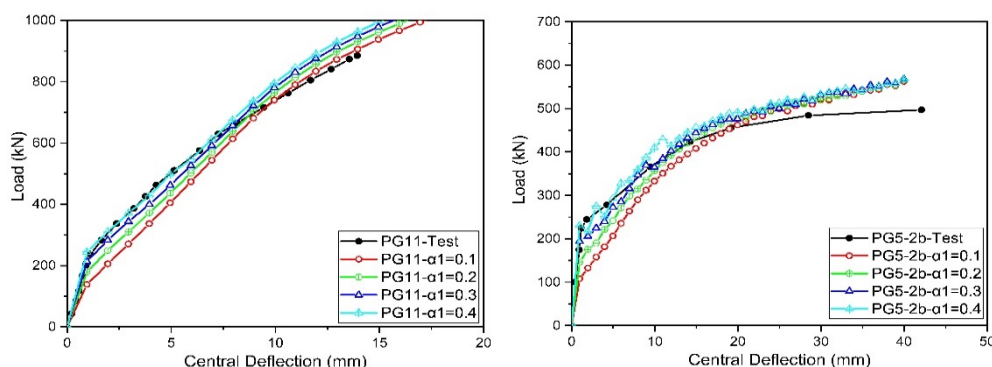


Fig. 7. Variation effect of tensile strength reduction coefficient of concrete α_1 on the response of load-deformation of specimens with a finite element size of 260 mm for slab

جدول ۱. ویژگی های هندسی و مواد نمونه های آزمایش بدون میلگرد برشی

Reference	Specimen	Slab dimension (m)	f_c (Mpa)	Flexural reinforcement				Integrity reinforcement			
				ρ , %	f_y	f_u	ϵ_u , %	A_{sh}	f_y	f_u	ϵ_u , %
Guandalini et al. (2009)	PG5-2b	$3 \times 3 \times 0.25$	40.5	0.25	552	612	-	-	-	-	-
	PG-5	$3 \times 3 \times 0.25$	29.3	0.33	555	659	-	-	-	-	-
	PG-11	$3 \times 3 \times 0.25$	31.5	0.75	570	684	-	-	-	-	-
Fernandez Ruiz et al. (2013)	PM10	$1.5 \times 1.5 \times 0.125$	31.1	0.82	601	664	7.39	4Ø10	560	599	7.9
	PM11	$1.5 \times 1.5 \times 0.125$	32.3	0.82	601	664	7.39	4Ø12	548	625	10.5
	PM12	$1.5 \times 1.5 \times 0.125$	32.4	0.82	601	664	7.39	4Ø14	527	629	13.5
	PM21	$1.5 \times 1.5 \times 0.125$	40.2	0.81	625	641	6.07	4Ø8	625	641	8.9

Table 1. Geometric and material properties of test specimens without shear reinforcement.

شکل ۸. (a) هندسه نمونه های آزمایش؛ (b) طرح میلگردگذاری [6]

برای کالیبره کردن ضریب کاهش مقاومت کششی بتن (α_1)، نتایج آزمایشگاهی $PG-2b$ ، $PG-5$ و $PG-11$ از میلگرد برشی جدول (۱) استفاده شده است. نمونه ها فقط با المان پوسته چندلایه شبیه سازی شدند. شکل های (۶ و ۷) اثر تغییرات ضریب α_1 را برای دو حالت اندازه المان نشان می دهد. این نتایج نشان از حساسیت آنالیز به تعریف پارامترهای سخت شونده کششی دارد. با توجه به نتایج به دست آمده، ضریب $\alpha_1 = 0.2$ انتخاب می شود و در این پژوهش، در مدلسازی های بعدی مورد استفاده قرار می گیرد.

تأثیر دو پارامتر طول میلگرد L و فاصله اولیه کرنش $\varepsilon_{0,int}$ بر رفتار پس پانچ دال تحت بررسی می‌شود. مطابق شکل (۳-ت) و از روابط $V_{u,pp,bend} = 0.2V_{u,p}$ تعریف شد. شکل (۹) اثر طول میلگرد بر رفتار پس پانچ و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. شکل (۹) نشان می‌دهد که طول میلگرد اثر قابل توجهی بر سختی و ظرفیت تغییرشکل دارد اما هیچ تأثیری روی مقاومت پس پانچ ندارد. بنابراین سختی و ظرفیت تغییرشکل متأثر از طول میلگرد است. بهترین هماهنگی نتایج آنالیز با نتایج آزمایش‌های PM10، PM11، PM12 و PM21 به ترتیب با طول میلگرد ۱۳۵، ۱۶۴، ۱۹۲ و ۱۰۷ میلی‌متر حاصل می‌شود. نسبت طول به قطر میلگرد برای آزمایش‌های فوق به ترتیب ۱۳/۵، ۶۷/۱، ۱۳/۷ و ۱۳/۰ به دست می‌آید. بنابراین $L = 13d_{b,int}$ پیشنهاد می‌شود که $d_{b,int}$ قطر میلگرد پیوستگی است.

به منظور بررسی اثر فاصله اولیه کرنش $\varepsilon_{0,int}$ ، این فاصله به صورت ضربی از فاصله اولیه مبنا برابر ۰/۰۰۳۵ در نظر گرفته شد یعنی $\varepsilon_{0,int} = 0.0035\alpha_2$. طول میلگرد در مدل‌ها برابر $L = 13d_{b,int}$ لحاظ شد. نتایج اثر فاصله اولیه کرنش بر رفتار پس پانچ و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی برحسب ضریب α_2 در شکل (۱۰) آمده است. نتایج نشان می‌دهد انتخاب مقدار $\alpha_2 < 1.25$ بر نتایج مقاومت پانچ و همچنین مقاومت پس پانچ اولیه تأثیرگذار است. در واقع با انتخاب مقدار $\alpha_2 < 1.25$ ، میلگردهای پس پانچ زودتر تحت تنش قرار می‌گیرند و باعث افزایش ظرفیت مقاومت پانچ و پس پانچ اولیه نمونه‌ها می‌شوند. بنابراین ضریب $\alpha_2 = 1.25$ و متناظر با آن $\varepsilon_{0,int} \cong 0.005$ پیشنهاد می‌شود.

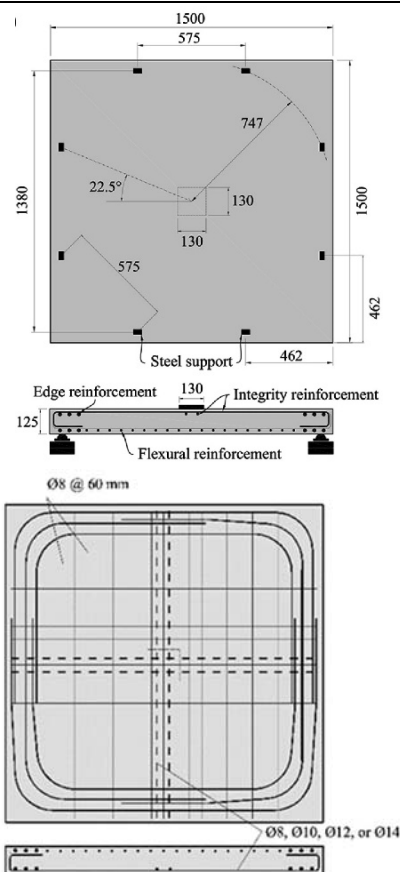


Fig. 8. (a) Geometry of test specimens; (b) reinforcement layout [6]

۴-۲- اعتبارسنجی مدل پس پانچ پیشنهادی

برای کالیبره کردن و اعتبارسنجی روش‌های پیشنهادی از نتایج آزمایشگاهی فرناندز و همکاران [6] که در جدول (۱) داده شده، استفاده شده است. هندسه مدل و طرح میلگردگذاری آزمایش مطابق شکل (۸) است.

در روش پیشنهادی اول (مدلسازی رفتار پس پانچ با میلگرد) میلگردها با المان خرابایی CoroTruss در نرم‌افزار OpenSees مدلسازی می‌شوند. مطابق شکل (۴)، در این روش مدلسازی

شکل ۹. اثر طول میلگرد بر رفتار پس پانچ و مقایسه آن با نتایج آزمایش. توجه شود که L51 تا L192 به ترتیب نشان‌دهنده میلگردهای پیوستگی با طول های ۵۱ تا ۱۹۲ میلی‌متر است.

شکل ۱۰. اثر کرنش اولیه بر پاسخ پس پانچ و مقایسه آن با نتایج آزمایش

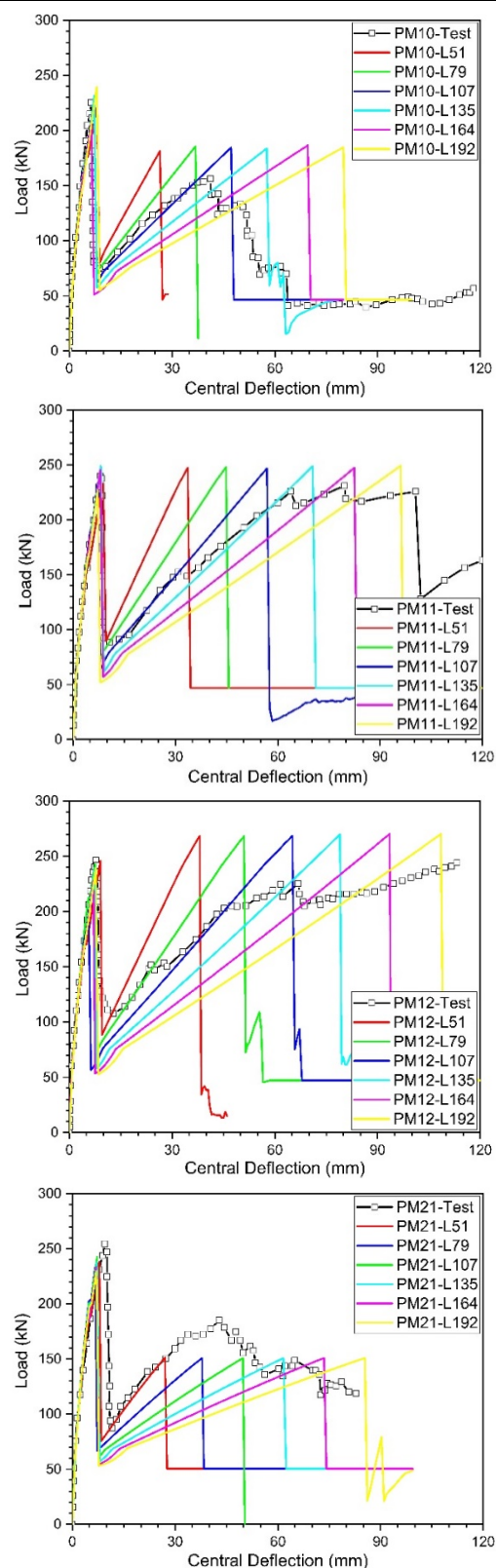
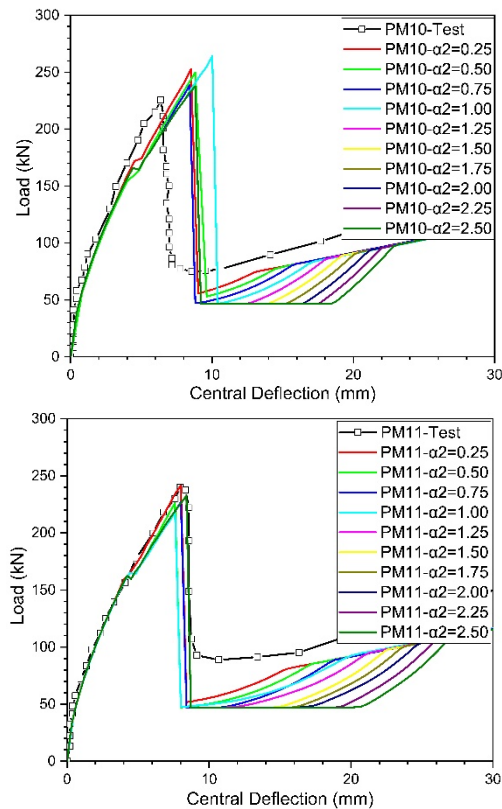


Figure 9. Effect of rebar length on post-punching behavior and its comparison with test results. Note that L51 to L192 stand for rebar method with the specified length of integrity reinforcement equal to 51mm to 192mm, respectively

شکل (۱۲) مقایسه نتایج نهایی دو روش مدلسازی فوق با نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. در شکل، هر دو روش مدلسازی دقت قابل قبولی را در پیش‌بینی مقاومت پانچ، مقاومت پس پانچ، سختی اولیه، سختی پس پانچ و ظرفیت تغییرشکل نشان می‌دهند. در جدول (۲) مقاومت پس پانچ حاصل از دو روش مدلسازی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است (شکل ۱۳).

نتایج توافق بسیار خوب بین پیش‌بینی دو روش پیشنهادی و نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد به طوری که میانگین و انحراف معیار نسبت مقاومت پس پانچ روش میلگرد به مقاومت پس پانچ آزمایش به ترتیب ۱/۱۵ و ۱۵/۳۴ است. این مقادیر برای روش المان اتصال به ترتیب ۰/۹۲ و ۱۱/۳۲ به دست می‌آید. با افزایش قطر میلگرد پیوستگی، مقاومت پس پانچ اولیه ($V_{R,pp,0}$) در شکل ۱۳ یا $V_{u,pp,bend}$ در شکل ۴، افزایش می‌یابد. میانگین نسبت مقاومت پس پانچ اولیه به مقاومت پانچ نمونه‌های آزمایش ۰/۳۷ به دست آمد.

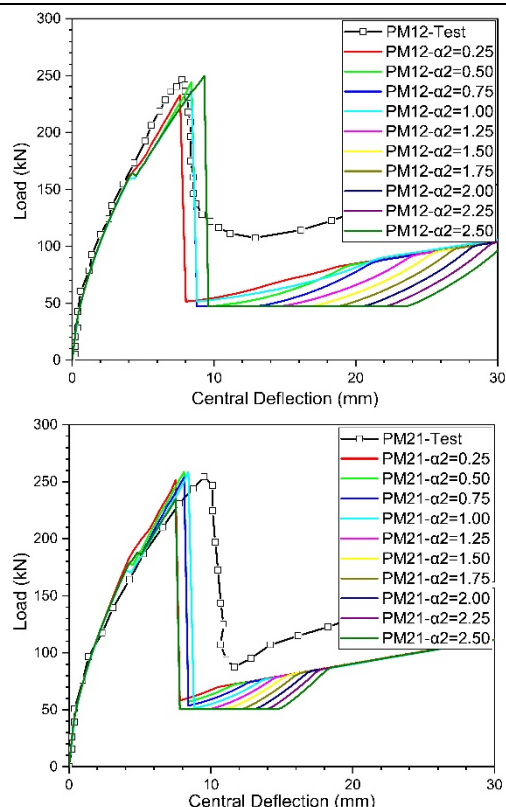


Fig. 10. Effect of initial strain on post punching behavior and its comparison with test results

در روش دوم (مدلسازی رفتار پس پانچ با المان اتصال)، یک المان اتصال در کنار المان تیر اتصال دهنده و با طولی برابر با آن قرار می‌گیرد. این المان پس از شکست پانچ فعال می‌شود. رفتار غیرخطی المان اتصال مطابق ϵ و روابط ۱۱ در نظر گرفته می‌شود. با توجه به نتایج روش اول، در روابط ۱۱، $L = 13d_{b,int}$ و $\epsilon_{0,int} = 0.005$ قرار داده می‌شود و در شکل (۳-ت)، مقدار $V_{u,pp,bend} = 0.3V_{u,p}$ در نظر گرفته شد. با تعیین ضریب β در روابط ۱۱، همه پارامترهای موردنیاز برای تعریف رفتار غیرخطی المان اتصال معلوم می‌شود. ضریب β از طریق کالیبره کردن نتایج مدلسازی با نتایج آزمایشگاهی به دست می‌آید.

شکل (۱۱) اثر تغییر ضریب β بر رفتار پس پانچ و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. براساس نتایج به دست آمده $\beta = 4$ پیشنهاد می‌شود. برای نمونه‌های بررسی شده از رابطه ۷ مقدار متوسط $\psi_R = 0.8^0$ محاسبه می‌شود. بنابراین در روابط ۱۱، مقدار $\beta\psi_R \approx 3^0$ قرار داده می‌شود.

قایسه با نتایج آزمایش

شکل ۱۲. نتایج آزمایش و پیش‌بینی رفتار پس پانچ نمونه‌ها با روش‌های پیشنهادی. توجه شود که Rebar و Link به ترتیب نشان‌دهنده روش میلگرد و روش المان اتصال است.

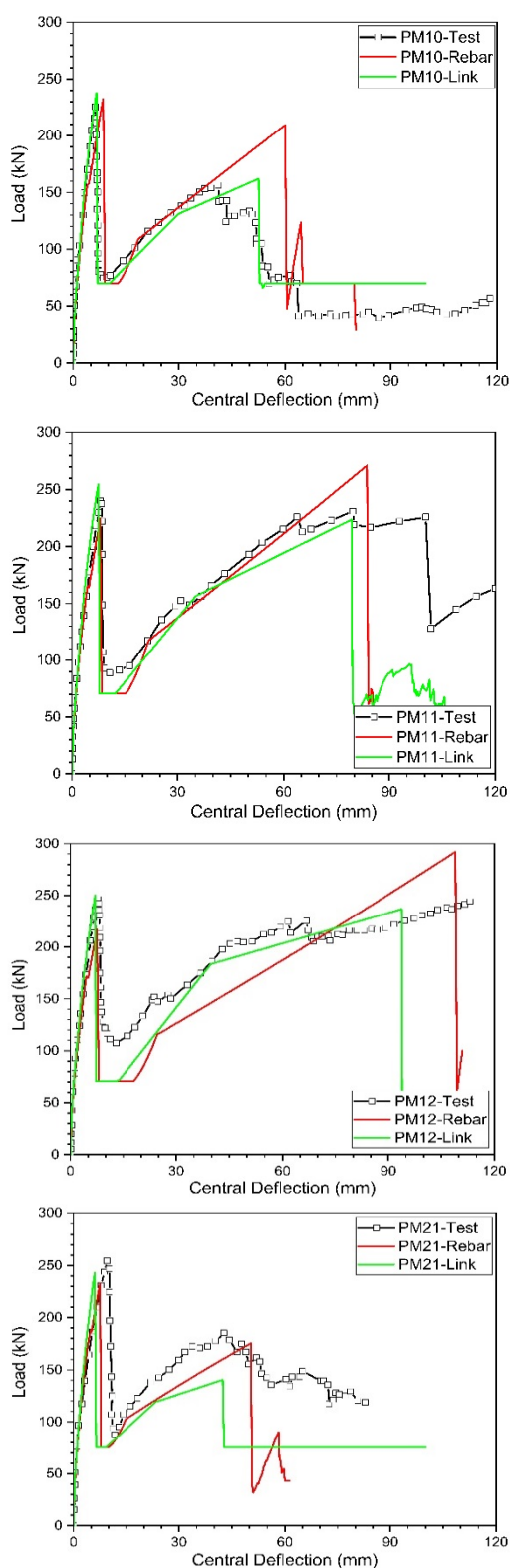


Fig. 12. Test results and prediction of post-punching behavior of specimens by proposed methods. Note that Rebar and Link stand for rebar method and link element method, respectively

شکل ۱۱. اثر ضریب β بر پاسخ پس پانچ و مقایسه آن با نتایج آزمایش

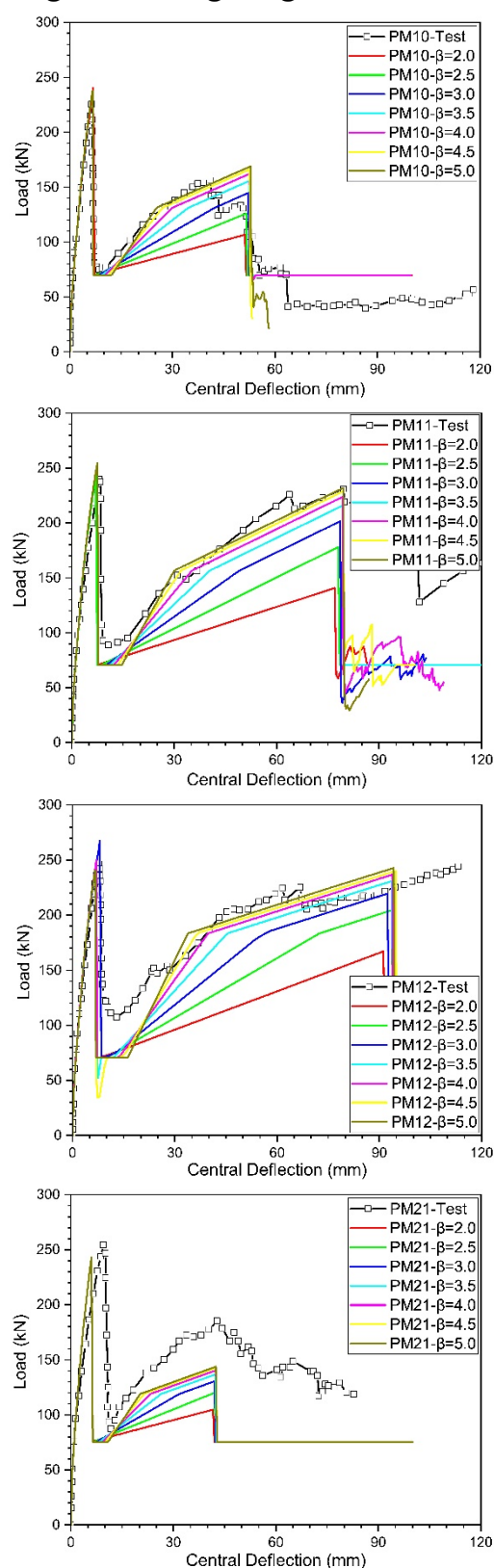


Fig. 11. Effect of β coefficient on post-punching behavior and its comparison with test results

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه، دو روش مدلسازی ماکرو برای پیش‌بینی رفتار پس پانچ اتصالات دال-ستون ارائه شد. این روش‌های مدلسازی می‌توانند در آنالیز خرابی پیش‌رونده ساختمان‌های دال تخت بتن مسلح استفاده شوند.

مقاومت پس پانچ دال‌های تخت بدون میلگردهای برشی با چشم‌پوشی کردن از اصطکاک بتن، مجموع برش انتقال یافته توسط میلگردهای خمشی و میلگردهای پیوستگی است. در این مطالعه، مدل ارائه شده توسط لیو و همکاران [13] برای پیش‌بینی رفتار پس پانچ اتصالات دال-ستون اصلاح شد. در مدل پیشنهادی یک مقاومت برشی باقی مانده ثابت پس از شکست برشی برای المان تیر اتصال دهنده برای در نظر گرفتن مقاومت پس پانچ میلگردهای خمشی در نظر گرفته می‌شود. با افزایش قطر میلگرد پیوستگی، مقاومت پس پانچ اولیه $(V_{R,pp,0})$ ، افزایش می‌یابد. مقدار مقاومت برشی باقیمانده برای میلگردهای پیوستگی به قطر ۸ تا ۱۴ میلی‌متر، به ترتیب از ۳۰٪ تا ۴۰٪ مقاومت پانچ پیشنهاد می‌شود.

برای در نظر گرفتن رفتار پس پانچ دال‌های تخت به علت مشارکت میلگردهای پیوستگی، دو روش مدلسازی با میلگرد و مدلسازی با المان اتصال ارائه شد. در مدلسازی با میلگرد، میلگرد پیوستگی با طول مشخص L و با یک فاصله اولیه کرنش $\epsilon_{0,int}$ در کنار المان تیر اتصال قرار می‌گیرد. طول میلگرد و فاصله اولیه

کرنش از طریق کالیبره کردن با نتایج آزمایشگاهی به ترتیب $13d_{b,int}$ و $0/005$ به دست آمد. در روش دوم یک المان اتصال در کنار المان تیر اتصال و با طولی برابر المان تیر اتصال قرار می‌گیرد. این المان پس از شکست پانچ اولیه فعال می‌شود. یک مدل مکانیکی برای در نظر گرفتن مشارکت میلگردهای پیوستگی در انتقال برش پس پانچ ارائه شد. مقایسه نتایج نهایی دو روش مدلسازی فوق با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که هر دو روش مدلسازی دقت قابل قبولی را در پیش‌بینی مقاومت پس پانچ، سختی پس پانچ و ظرفیت تغییر شکل دارند. به منظور بهبود مدل‌های پیشنهادی، مطالعات بیشتری بر روی مدلسازی اتصالات دال-ستون بیرونی ساختمان دال تخت و شکل سطح مقطع ستون ضرورت دارد.

شکل ۱۳. مدل کالیبره شده بار- تغییر مکان برای رفتار پس پانچ دال تخت

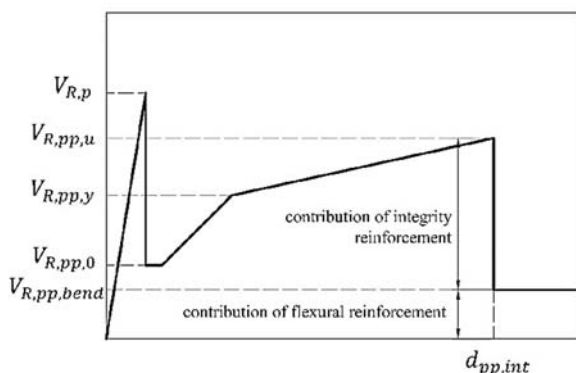


Fig. 13. Calibrated load-deformation model for post-punching behavior of the flat slab

جدول ۲. مقایسه نتایج مدلسازی و نتایج آزمایش. توجه شود که RM و LM به ترتیب نشان‌دهنده روش میلگرد و روش المان اتصال هستند.

$Test^{Ref}$	$V_{R,p,test}$ kN	$V_{R,pp,u,test}$ kN	$V_{R,pp,u,RM}$ kN	$V_{R,pp,u,LM}$ kN	$V_{R,pp,0,test}$ kN	$\frac{V_{R,pp,0,test}}{V_{R,p,test}}$	$\frac{V_{R,pp,u,RM}}{V_{R,pp,u,test}}$	$\frac{V_{R,pp,u,LM}}{V_{R,pp,u,test}}$
PM10	225.48	159	209.38	162.03	74.66	0.33	1.32	1.02
PM11	240.11	237	270.99	223.53	88.74	0.37	1.14	0.94
PM12	246.39	245	292.05	236.70	107.52	0.44	1.19	0.97
PM21	254.47	185	175.39	140.38	87.43	0.34	0.95	0.76
Average						0.37	1.15	0.92
COV, %						4.97	15.34	11.32

Table 2. Comparison of modeling results and test results. Note that RM and LM stand for rebar method and link element method, respectively

Washington, DC, General Services Administration.

[3] DOD. 2009. Design of buildings to resist progressive collapse UFC-4-023-03, Washington, DC, Department of Defense.

۶- مراجع

- [1] Mirzaei, Y. 2010. Post-punching behavior of reinforced concrete slabs. EPFL.
- [2] GSA. 2013. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects,

- punktförmig gestützter Stahlbetonplatten und deren Sicherung gegen progressiven Kollaps, na.
- [18] Melo, G., & Regan, P. 1998. Post-punching resistance of connections between flat slabs and interior columns. *Magazine of Concrete Research*, 50, 319-327.
- [19] Marjanishvili, S. 2004. Progressive analysis procedure for progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 18, 79-85.
- [20] Nair, R. S. 2006. Preventing disproportionate collapse. *Journal of performance of constructed facilities*, 20, 309-314.
- [21] ACI. 2011. Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-08, American Concrete Institute, ACI Committee 318.
- [22] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. 2006. OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264.
- [23] Belytschko, T., Liu, W. K., Moran, B., & Elkhodary, K. 2013. Nonlinear finite elements for continua and structures, John Wiley & sons.
- [24] Lu, X., Tian, Y., Cen, S., Guan, H., Xie, L., & Wang, L. 2018. A high-performance quadrilateral flat shell element for seismic collapse simulation of tall buildings and its implementation in OpenSees. *Journal of Earthquake Engineering*, 22, 1662-1682.
- [25] Shayanfar, M., Kheyroddin, A., & Mirza, M. 1997. Element size effects in nonlinear analysis of reinforced concrete members. *Computers & structures*, 62, 339-352.
- [26] Choi, K.-K., & Kim, J.-C. 2015. Nonlinear model simulating load-deformation relationship of flat plate structures. *Engineering Structures*, 85, 26-35.
- [27] Guandalini, S., Burdet, O., & Muttoni, A. 2009. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. *ACI Structural Journal*.
- [28] Broms, C. E. 2000. Elimination of flat plate punching failure mode. *ACI Structural Journal*, 97, 94-101.
- [29] Elstner, R. C., & Hognestad, E. 1957. Laboratory investigation of rigid frame failure. *Journal Proceedings*, 637-668.
- [30] Kanoh, Y., & Yoshizaki, S. 1979. Strength of slab-column connections transferring shear and moment. *Journal Proceedings*, 461-478.
- [31] Hawkins, N. M., Bao, A., & Yamazaki, J. 1989. Moment transfer from concrete slabs to columns. *Structural Journal*, 86, 705-716.
- [4] Regan, P., Walker, P., & Zakaria, K. 1979. Tests of reinforced concrete flat slabs. *CIRIA Project RP*, 220.
- [5] Lee, C.-H., Kim, J.-W., & Song, J.-G. 2008. Punching shear strength and post-punching behavior of CFT column to RC flat plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 418-428.
- [6] Fernández Ruiz, M., Mirzaei, Y., & Muttoni, A. 2013. Post-punching behavior of flat slabs. *ACI Structural Journal*, 110, 801-812.
- [7] Keyvani, L., Sasani, M., & Mirzaei, Y. 2014. Compressive membrane action in progressive collapse resistance of RC flat plates. *Engineering structures*, 59, 554-564.
- [8] Peng, Z., Orton, S. L., Liu, J., & Tian, Y. 2017. Experimental study of dynamic progressive collapse in flat-plate buildings subjected to exterior column removal. *Journal of Structural Engineering*, 143, 04017125.
- [9] Kai, Q., & Bing, L. 2013. Experimental study of drop panel effects on response of reinforced concrete flat slabs after loss of corner column.
- [10] Sheu, M. S., & Hawkins, N. M. 1980. Grid model for predicting the monotonic and hysteretic behavior of slab-column connections transferring moments. *Special Publication*, 63, 79-112.
- [11] Coronelli, D. 2010. Grid Model for Flat-Slab Structures. *ACI Structural journal*, 107.
- [12] Tian, Y., Chen, J., Said, A., & Zhao, J. 2012. Nonlinear modeling of flat-plate structures using grid beam elements. *Computers & Concrete*, 10, 489-505.
- [13] Liu, J., Tian, Y., Orton, S. L., & Said, A. M. 2015. Resistance of flat-plate buildings against progressive collapse. I: Modeling of slab-column connections. *Journal of Structural Engineering*, 141, 04015053.
- [14] Wang, W., & Teng, S. 2008. Finite-element analysis of reinforced concrete flat plate structures by layered shell element. *Journal of structural engineering*, 134, 1862-1872.
- [15] Miao, Z., Ye, L., Guan, H., & Lu, X. 2011. Evaluation of modal and traditional pushover analyses in frame-shear-wall structures. *Advances in Structural Engineering*, 14, 815-836.
- [16] Hawkins, N. M., & Mitchell, D. 1979. Progressive collapse of flat plate structures. *Journal Proceedings*, 775-808.
- [17] Georgopoulos, T. 1986. Durchstanzlast und Durchstanzwinkel über Innenstützen

- [32] Ma, F., Gilbert, B. P., Guan, H., Xue, H., Lu, X., & Li, Y. 2019. Experimental study on the progressive collapse behaviour of RC flat plate substructures subjected to corner column removal scenarios. *Engineering Structures*, 180, 728-741.
- [33] Xue, H., Gilbert, B. P., Guan, H., Lu, X., Li, Y., Ma, F., & Tian, Y. 2018. Load Transfer and Collapse Resistance of RC Flat Plates under Interior Column Removal Scenario. *Journal of Structural Engineering*, 144, 04018087.
- [34] Park, R., & Paulay, T. 1975. Reinforced concrete structures, John Wiley & Sons.
- [35] McCormac, J. C., & Brown, R. H. 2015. Design of reinforced concrete, John Wiley & Sons.
- [36] EC2. 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings, British Standards Institution.
- [37] Melo, G. S. S. d. A. 1990. Behaviour of reinforced concrete flat slabs after local failure. Polytechnic of Central London.
- [38] Muttoni, A. 2008. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. *ACI structural Journal*, 4, 440-450.

Macro modeling of post-punching behavior of flat slabs in progressive collapse

Esmaeil Mousapoor¹, Vahed Ghiasi^{2*}, Rahmat Madandoust³

1- Ph.D. Student of Structural Engineering, Department of Civil and Architectural Engineering, Malayer University, Malayer, Iran

2- Assistant Professor, Corresponding Author, Department of Civil and Architectural Engineering, Malayer University, Malayer, Iran

3-Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Guilan, Rasht, Iran

*v.geotec@gmail.com

Abstract:

Reinforced concrete flat slabs are simply a plate of uniform thickness placed on columns without the help of beams or capitals or drop panels. Due to the direct transfer of slab loads to the supporting column, the column tends to punch through the slab. Flat slabs without shear reinforcements often have a shear failure with very little ductility and no sign of warning. Most studies of flat plate performance were attended to punching shear failure, and very little research was conducted on the flat plate behavior after punching failure and its subsequent progressive failure. Consequently, the literature on the behavioral characteristics of flat slabs following punching failure is very restricted.

Over the past years, researchers have proposed different models of grid model and shell element model for 3D modeling of flat slabs. In the grid model, the slab is simulated by a grid of beam elements, Because the load-bearing process in the slabs is somewhat similar to the load-bearing process in the beams. This method can be used to analyze the progressive collapse but requires much effort in modeling the slabs. The use of multilayer shell element for modeling slabs can be used with less effort and higher accuracy.

In the present study, two improved methods of macro modeling were proposed to predict the post-punching behavior of the slab-column connections. These modeling techniques can be used to analyze the progressive collapse of reinforced concrete flat slab buildings. Liu et al. (2015) proposed a macro model to analyze the progressive collapse of flat plate buildings. In this macro model, the slab-column joint region is simulated by the inflexible shell element. The critical section of the punching shear around the joint region is considered at distance half slab effective depth from the edge of the column. To simulate the slab away from the punch environment, a multilayered shell element consisting of concrete and rebar with nonlinear material properties is used. The junction area between the critical punch section and the edge of the column is modeled with two beam elements for each column face. Then flexural, shear, torsional, and axial behaviors are defined with six degrees of freedom for the connector beam elements. This model can be used to evaluate the potential for progressive collapse of flat slab buildings, but this model ignores the post-punching resistance of flat slabs.

The post-punching resistance of flat slabs without transverse reinforcement, without taking into account the interaction of aggregates, the sum of the shear transfers through tensile reinforcements and integrity reinforcements. In the present study, the model presented by Liu et al. (2015) was modified to assess the post-punching response of the slab-column connections. In the proposed model, constant residual shear strength is assumed after the punching shear failure for the connector beam element to consider to the post-punching shear transfer through the flexural reinforcements. The remaining shear strength ($V_{R,pp,0}$) improves by increasing the diameter of the integrity reinforcement. The remaining shear strength for integrity bars with diameters of 8 to 14 mm is recommended about 30% to 40% of the punching strength, respectively.

To evaluate the post-punching resistance of flat slabs due to the integrity reinforcements, two methods of modeling, rebar model and link element model were presented. In the modeling with the rebar, the integrity reinforcement of the specified length (L) and with an initial distance of the strain ($\varepsilon_{0,int}$) is placed vicinity to the connector beam element. The length of the rebar and the initial distance of the strain through the calibration with the test results were $13d_{b,int}$ and 0.005, respectively. In the second method of modeling, a link element is placed vicinity to the connector beam element. The link element is activated after the punch. A mechanical model was presented for the contribution of integrity reinforcements in the post-punching shear transfer. Comparison of the final results of the two modelings mentioned above with the test results shows that both methods of modeling have acceptable accuracy in predicting post-punching strength, post-punching stiffness, and deformation capacity. To improve the proposed models, further studies are needed on the modeling of the exterior slab-column connections of the flat slab structure and the shape of the cross-sectional area.

Keywords: Flat slab, Slab-column connection, Post-punching behaviour, Integrity reinforcement, Progressive collapse